Republic of Ecuador





CPE INEN 005-1 (2001) (Spanish): Código ecuatoriano de la construcción. Requisitos generales de diseño.

BLANK PAGE





INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN

Quito - Ecuador

CÓDIGO DE PRACTICA ECUATORIANO

CPE INEN 5
Parte 1:2001

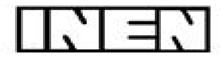
CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.

Primera Edición

ECUADORIAN BUILDING CODE. GENERAL DESIGN SPECIFICATIONS.

First Edition

DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la construcción, requisitos generales de diseño.
CO: 01.07-601.10
CDU: 624.012.45
CIIU: 000
ICS: 91.200

Código Práctica Ecuatoriano	CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (C.E.C). REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.	CPE INEN 5 Parte 1:2001

CAPÍTULO 1. ALCANCE

1.1 Esta Parte prescribe los requisitos generales de diseño aplicables a todas las estructuras reguladas por este Código.

CAPITULO 2. DEFINICIONES

2.1 Para efectos de este Código, se utilizarán las siguientes definiciones:

Carga muerta es la carga vertical, debida al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes de un edificio, como: muros, pisos, techos y equipo fijo de servicio.

Carga viva es la carga sobrepuesta por el uso y ocupación del edificio, sin incluir la carga debida al viento, la carga por movimientos sísmicos o la carga muerta.

Duración de la carga es el período de aplicación continua de una carga dada, o la suma de los períodos de aplicación intermitente de una misma carga.

CAPÍTULO 3. MÉTODOS DE DISEÑO

3.1 Generalidades

Todos los edificios, y cada una de sus partes, deben diseñarse y construirse para sostener, dentro de las limitaciones de los esfuerzos especificadas en este Código, todas las cargas muertas y todas las otras cargas determinadas en esta parte o en cualquier otra de este Código. Las cargas de impacto deben considerarse en el diseño de cualquier estructura, cuando se prevea que puedan ocurrir.

A menos que el Inspector Autorizado de las Construcciones no indique otra cosa, los edificios o partes de ellos que van a construirse con pórticos de madera, deben cumplir los requisitos de esta Parte.

3.2 Racionalidad del método

Cualquier sistema o método de construcción a utilizarse debe admitir un análisis racional, de acuerdo con los principios bien establecidos de la Mecánica.

3.3 Distribución crítica de cargas vivas

Cuando los elementos estructurales estén arreglados de modo que exista continuidad, deberán investigarse las condiciones de carga que produzcan los máximos esfuerzos de corte y momentos de flexión a lo largo del elemento.

(Continúa)

DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la construcción, requisitos generales de diseño.

3.4 Incremento de esfuerzos

Todos los esfuerzos permisibles, especificados en este Código para el método alternativo de diseño de la Sección 8.10 de la Parte 2, pueden incrementarse en un tercio cuando se consideren fuerzas de viento o sismo, sea actuando solas o cuando se combinen con cargas verticales. No se permite este incremento para cargas verticales actuando solas.

TABLA 4.1 Cargas uniformes y concentradas

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1) Kg/m²	Carga concentrada kg
CATEGORÍA	**DESCRIPCIÓN**		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos movibles y otras áreas	500	0
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7) Plataformas de revisión Grandes tribunas y Graderíos.		500	0
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

NOTAS:

(1) Véase el Capitulo 6 para reducciones de la carga viva.
(2) Véase la Sección 4.3.1 para área de aplicación de la carga.
(3) Véase las Secciones 4.3.2 y 4.3.3 para cargas concentradas.
(4) Las áreas de reuniones incluyen ocupaciones como: salones de baile, salas de entrenamiento, gimnasios, plazas, terrazas, y ocupaciones similares que generalmente son accesibles al público.
(5) Las facilidades de salida incluyen usos como: corredores, balcones de salida exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares
(6) Las ocupaciones residenciales incluyen habitaciones privadas, apartamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.
(7) Las cargas de las salas de descanso no deben ser menores que la carga para la ocupación con la cual estén asociadas, pero no necesitan exceder de 250 kg/m².

(Continúa)

3.5 Factores de carga

Los factores de carga para el método de diseño de resistencia del hormigón se indican en la Parte 2 de este Código.

3.6 Efectos combinados de viento y sismo

Debe considerarse que las cargas por viento y por sismos no actúan simultáneamente.

CAPITULO 4. DISEÑO DE PISOS

4.1 Generalidades

4.1.1 Los pisos deben diseñarse para las cargas unitarias indicadas en la Tabla No. 4.1, que se consideran como las cargas vivas mínimas en kilogramos por metro cuadrado de proyección horizontal, a utilizarse en el diseño de edificaciones según las ocupaciones establecidas, y deben suponerse por lo menos cargas iguales para usos no anotados en esta Parte, pero que generen o acomoden condiciones similares de carga.

4.1.2 En el diseño de pisos para fines industriales o comerciales, *la carga viva real* causada por el uso al que va a estar sometido el edificio o parte de éste debe usarse en su diseño y deben tomarse precauciones especiales para cargas debidas a maquinaria o aparatos, cuando éstos pudieran causar una carga mayor que la especificada para tal uso.

4.2 Distribución de cargas uniformes de piso.

Cuando estén involucradas cargas uniformes de piso, el análisis puede limitarse a la consideración de la carga muerta total sobre todas las luces, en combinación con la carga viva total sobre luces adyacentes y sobre luces alternadas.

4.3 Cargas concentradas

4.3.1 Deben tomarse precauciones para el diseño de pisos para una carga concentrada (como las especificadas en la Tabla No. 4.1), colocada sobre cualquier área de 0,25 m^2, si es que esta carga, actuando sobre el piso no cargado de otra forma, produjera esfuerzos mayores que aquellos causados por la carga uniforme requerida para el mismo.

4.3.2 En pisos donde se usan o almacenan vehículos deben considerarse cargas concentradas, consistentes en dos o más cargas nominalmente espaciadas a 1,50 m centro a centro, sin tomar en cuenta las cargas vivas uniformes. Cada carga debe ser el 40 % del peso bruto del vehículo de máximo tamaño. Debe utilizarse la condición de carga viva, concentrada o uniforme, que produzca los mayores esfuerzos.

4.3.3 El piso de garajes para vehículos particulares debe diseñarse para una carga concentrada, por rueda, no menor de 1000 kg, sin considerar cargas vivas uniformes. Debe utilizarse la condición de carga viva, concentrada o uniforme, que produzca los mayores esfuerzos.

4.4 Cargas por tabiques divisorios

En edificios de oficinas y en otros, donde la división de locales esté sujeta a cambios, los pisos deben diseñarse para soportar, adicionalmente a todas las otras cargas, una carga muerta uniformemente distribuida, que represente el peso de los tabiques divisorios.

(Continúa)

CAPITULO 5. DISEÑO DE CUBIERTAS

5.1 Generalidades

Las cubiertas deben sustentar, dentro de las limitaciones de esfuerzos de este Código, todas las *cargas muertas* más las *cargas vivas* unitarias que se indican en la Tabla 5.1. Debe suponerse que las cargas vivas actúan verticalmente sobre el área proyectada en un plano horizontal.

5.2 Distribución de cargas

Cuando estén involucradas cargas uniformes de cubierta, en el diseño de elementos estructurales arreglados de modo que exista continuidad, el análisis puede limitarse a la consideración de la carga muerta total sobre todas las luces, en combinación con la carga viva total sobre luces adyacentes y sobre luces alternadas.

La carga sobre luces alternadas no necesita considerarse cuando la carga viva uniforme de cubierta es 100 kg/m^2 o más y se han cumplido las disposiciones de las secciones 5.3 y 5.5.

TABLA 5.1 Cargas vivas mínimas para cubiertas en kg/m^2

INCLINACIÓN DE LA CUBIERTA	ÁREA TRIBUTARIA DE CARGA EN METROS CUADRADOS PARA CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL		
	0 a 20	21 a 60	Sobre 60
Plana o con pendiente menor que 1:3 Arco o bóveda con flecha menor a 1/8 de luz.	100	80	60
Pendiente de 1:3 a menos de 1:1 Arco o bóveda con flecha de 1/8 de luz a menos de 3/8 de luz	80	70	60
Pendiente de 1:1 y mayor Arco o bóveda con flecha de 3/8 de luz o mayor.	60	60	60
Marquesinas, excepto cubiertas con tela	25	25	25
Invernaderos y edificios agrícolas	50	50	50

5.3 Cargas desequilibradas

Las cargas desequilibradas deben utilizarse cuando tal condición de carga produzca elementos o conexiones más grandes. Las celosías y los arcos deben diseñarse para resistir los esfuerzos producidos por las cargas vivas unitarias, actuando sobre la mitad de la luz, si tal condición de carga da como resultado inversión de esfuerzos o esfuerzos mayores en cualquier parte que los producidos por la carga viva unitaria requerida sobre toda la luz. Para cubiertas cuya estructura esté compuesta de un cascarón esforzado, reticulado o macizo, donde los esfuerzos producidos por cualquier condición de carga concentrada estén distribuidos sobre toda el área del cascarón, los requisitos para el diseño por carga viva unitaria desequilibrada pueden reducirse al 50%.

(Continúa)

5.4 Cubiertas con finalidad especial

Las cubiertas para fines especiales deben diseñarse para cargas apropiadas, aprobadas por el Inspector Autorizado de las Construcciones.

5.5 Acumulación de agua

Todas las cubiertas deben diseñarse con la suficiente contraflecha o inclinación para asegurar el drenaje adecuado, después de producida la deflexión de larga duración por la carga muerta, o deben diseñarse para soportar cargas máximas, incluyendo posibles estancamientos de agua debidos a la deflexión, Véase la Sección 7.1 para criterios sobre deflexiones.

CAPITULO 6. REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

6.1 En el diseño de columnas, pilares, muros, cimentaciones, celosías, vigas y losas planas, se permiten las reducciones indicadas en la Tabla 6.1, de las cargas vivas unitarias para pisos y cubiertas establecidas en las Tablas 4.1 y 5.1. Esta reducción, o la indicada en la Sección 6.2, predominando la que sea mayor, se puede tomar en cuenta en el diseño del elemento en análisis.

TABLA 6.1 Reducción de las cargas vivas unitarias totales.

NÚMERO DE PISOS, INCLUYENDO LA CUBIERTA, SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS	% DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA UNITARIA TOTAL DE TODOS LOS PISOS SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a 10	40
más de 10	50

6.2 Excepto para sitios de reuniones públicas y para cargas vivas mayores de 500 kg/m^2, la carga viva de diseño sobre cualquier elemento que soporte más de 15 m^2 puede reducirse a razón del 0,8 % por metro cuadrado del área de piso o cubierta soportada por el elemento. La reducción no debe exceder del 40 % para elementos horizontales o elementos verticales que reciben carga de un solo nivel, del 60% para otros elementos verticales, ni de *R*, determinado por la siguiente fórmula:

$$R = 23\left(1 + \frac{D}{L}\right)$$

R = reducción, en porcentaje.
D = carga muerta por metro cuadrado del área soportada por el elemento.
L = carga viva unitaria por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

6.3 Para cargas vivas de almacenaje mayores de 500 kg/m^2, no debe hacerse ninguna reducción, con excepción de las cargas vivas de diseño sobre columnas que pueden reducirse en un 20 %.

(Continúa)

6.4 En garajes para almacenaje de vehículos con capacidad máxima de nueve pasajeros por unidad, la reducción de la carga viva no debe exceder el 40 %.

CAPITULO 7. DEFLEXIÓN

7.1 La deflexión de cualquier elemento estructural no debe exceder los valores indicados en la Tabla 7.1 (a), basada sobre los factores indicados en la Tabla 7.1 (b). Debe aplicarse el criterio de deflexión que represente la condición más restrictiva. El criterio de deflexión, para materiales no especificados, debe desarrollarse de acuerdo con las disposiciones de este Capítulo. Véase la Sección 5.5 para requisitos de contraflecha.

TABLA 7.1 (a). Deflexión máxima permisible para elementos estructurales (1)

TIPO DE ELEMENTO	ELEMENTO CARGADO SOLAMENTE CON CARGA VIVA (L.L)	ELEMENTO CARGADO CON CARGA VIVA MAS CARGA MUERTA (L.L + K.D.L)
Elemento de cubierta que soporta cielos rasos de yeso o elemento de piso.	L/360	L/240

NOTA (1): Se preverá suficiente contraflecha o inclinación para cubiertas planas, de acuerdo con la Sección 5.5.

L.L. Carga viva
D.L Carga muerta
k Factor que se determina en la Tabla 7.1 (b)
L Longitud del elemento en las mismas unidades de la deflexión.

TABLA 7.1 (b) Valor de ¨k¨ para deflexiones

MADERA		HORMIGÓN ARMADO (2)	ACERO
NO CURADA	CURADA (1)		
1,0	0,5	$[2-1,2(A'_{\delta}/A_s)] \geq 0,6$ Véase la Parte 2	0

NOTAS:

(1) La madera curada es aquella que tiene un contenido de humedad menor que el 16 % al momento de instalación y es utilizado bajo condiciones secas, como en estructuras cubiertas.
(2) Los requisitos de la deflexión de elementos de hormigón se especifican en la Parte 2 de este Código.

(Continúa)

CAPITULO 8. INDICADORES DE CARGAS VIVAS

8.1 El propietario de un edificio comercial o industrial debe indicar claramente las cargas vivas de diseño de cada piso o parte de él, en aquella parte en que deban aplicarse, usando señales permanentes de metal. Es ilegal remover o dañar tales avisos. El ocupante del edificio es responsable del mantenimiento de la carga real, dentro de los límites permisibles.

CAPITULO 9. MUROS DE CONTENCIÓN

9.1 Adicionalmente a las cargas de diseño especificadas en esta Parte, los muros de contención deben diseñarse para resistir la presión lateral del material retenido, de acuerdo con la práctica aceptada de ingeniería. Los muros de contención de suelo drenado pueden diseñarse para una presión equivalente a aquella ejercida por un fluido de peso unitario no menor de 500 kg/m^3 y con una profundidad igual a aquella de la tierra retenida. Cualquier sobrecarga debe añadirse a la presión equivalente del fluido.

CAPITULO 10. MUROS INTERIORES

10.1 Los muros interiores, los tabiques divisorios permanentes y temporales, que excedan de 2 m de alto, deben diseñarse para resistir todas las cargas a las cuales estén sujetos, pero no menos de una fuerza de 25 kg/m^2 aplicada perpendicularmente al muro. La deflexión de tales muros, bajo una carga de 25 kg/m^2, no debe exceder de 1/240 de la luz, para muros con acabados frágiles y de 1/120 de la luz, para muros con acabados flexibles. Para los requisitos de diseño sismo-resistentes, cuando éstos sean más restrictivos, véase CPE INEN 5:2001 Parte 1. Capitulo 12.

11. ÁREAS DE ATERRIZAJE Y ESTACIONAMIENTO DE HELICÓPTEROS

11.1 Adicionalmente a otros requisitos de diseño de esta parte, las áreas de aterrizaje o estacionamiento de helicópteros deben diseñarse para el esfuerzo máximo, inducido por las siguientes combinaciones de cargas:

a) La carga muerta más el peso real del helicóptero.

b) La carga muerta más una carga concentrada de impacto individual (que cubra 0,10 m^2) de 0,75 veces el peso del helicóptero totalmente cargado si está equipado con absorbedores hidráulicos de choque, o 1,5 veces el peso del helicóptero totalmente cargado si está equipado con tren de aterrizaje tipo rígido o de patín.

c) La carga muerta más una carga viva uniforme de 500 kg/m^2. La carga viva requerida puede reducirse de acuerdo con el Capítulo 6.

(Continúa)

CAPITULO 12.

0. INTRODUCCIÓN

0.1 Las especificaciones de este capítulo deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deben aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente código.

0.2 Es la intención del presente código que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

0.3 Estos objetivos se consiguen diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas recomendadas por el código.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes recomendadas por el código.

0.4 La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

1. OBJETO

1.1 El objeto de este código es el de establecer un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.

2. ALCANCE

2.1 Este código es de aplicación nacional, por lo tanto, todos los profesionales e instituciones públicas y privadas dedicados a tareas de diseño, construcción o fiscalización, tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos aquí establecidos.

3. DEFINICIONES

3.1 Para efectos de este código se adoptan las siguientes definiciones:

(Continúa)

3.1.1 *Altura de piso:* La distancia entre los diferentes niveles de piso de una estructura.

3.1.2 *Base de la estructura:* Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

3.1.3 *Cortante basal de diseño:* Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

3.1.4 *Cortante de piso:* Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

3.1.5 *Deriva de piso:* Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

3.1.6 *Edificaciones esenciales:* Aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

3.1.7 *Efectos P-Δ:* Son los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente.

3.1.8 *Espectro de respuesta para diseño:* Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en este código.

3.1.9 *Estructura:* Conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales y sísmicas. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.

3.1.10 *Fuerzas sísmicas de diseño:* Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de este código.

3.1.11 *Muro de cortante (Diafragma):* Pared diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano.

3.1.12 *Muro estructural:* Muro de cortante cuyo diseño proporcionará un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.

3.1.13 *Muro de mampostería confinada (reforzada o no reforzada):* muro de cortante con o sin varillas de acero de refuerzo, confinado mediante elementos de borde construidos en hormigón armado, fundidos posteriormente a la construcción del muro de mampostería.

3.1.14 *Muro de mampostería reforzada*: Muro de cortante de mampostería, reforzado con varillas de acero, y que no necesita de elementos de borde para su confinamiento.

3.1.15 *Parámetros de respuesta elásticos*: Fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

3.1.16 *Piso blando:* Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

(Continúa)

3.1.17 *Piso débil:* Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

3.1.18 *Pórtico espacial sismo-resistente:* Estructura formada por columnas y vigas descolgadas que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas, y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

3.1.19 *Pórtico espacial sismo-resistente con diagonales rigidizadoras*: Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistente como por diagonales estructurales adecuadamente dispuestas, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal.

3.1.20 *Pórtico espacial sismo-resistente con muros estructurales (sistemas duales):* Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal.

3.1.21 *Pórtico espacial sismo-resistente con vigas banda:* Estructura compuesta por columnas y losas con vigas banda (del mismo espesor de la losa) que resisten cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión losa-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñada y detallada para presentar un comportamiento estructural dúctil.

3.1.22 *Rigidez lateral de piso:* Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

3.1.23 *Resistencia lateral del piso:* Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.

3.1.24 *Sismo de diseño:* Terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por este código. Para representar este terremoto, puede utilizarse un grupo de acelerogramas que presenten propiedades dinámicas representativas de las características tectónicas, geológicas y geotécnicas del sitio. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden representarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

4. DISPOSICIONES GENERALES

4.1 Generalidades

4.1.1 Como premisa fundamental es necesario contar con un documento actualizado para el cálculo sismo-resistente de estructuras, que refleje lo que se conoce actualmente de la realidad sísmica del Ecuador, y que permita, por un lado, poner al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculo utilizando conceptos actuales de Ingeniería Sísmica, y por otro, permitiendo que el diseñador conozca claramente las hipótesis de cálculo y tome conciencia de la responsabilidad que implica tomar ciertas decisiones a la hora de aceptar tales hipótesis.

(Continúa)

4.1.2 Consecuentemente, se ha establecido claramente la filosofía de diseño sismorresistente que se persigue mediante el cumplimiento estricto de los requisitos mínimos de cálculo y diseño especificados en este código. Dichos requisitos se aplicarán con base en las hipótesis que el calculista haya decidido adoptar, las cuales deben estar claramente descritas en la memoria de cálculo que debe acompañar a los planos estructurales de detalle.

4.1.3 Debido a que este documento se considera un punto de partida que debe ser modificado y actualizado, conforme los avances de la Ingeniería Sísmica y los nuevos requisitos y tendencias que existen hoy en día y los que vayan apareciendo, se ha considerado mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas, que busca el evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras. Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño de la estructura, lo que sin duda se reflejará en requisitos de diseño más severos en el futuro, criterios que deben ser incorporados en las futuras versiones del código.

4.2 Definiciones. Es de interés el disminuir incertidumbres en cuanto a la definición de los términos que se refieren a los elementos que forman parte de las estructuras, a los parámetros de respuesta sísmica de las mismas e incluso a los términos de definición de la acción sísmica de diseño. Las definiciones incluidas en este código deben ser utilizadas literalmente durante todo el proceso de cálculo y diseño sismo-resistente, incluyendo la etapa de elaboración de la memoria de cálculo y de los planos estructurales. Otras definiciones de elementos o de conceptos de cálculo y diseño sismo-resistente que se utilicen y que no estén incluidas en este apartado, deben aplicar los términos definidos en el presente código.

4.3 Zonas sísmicas y factor de zona Z. El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluido en el presente código proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro de los países vecinos.

4.3.1 El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

4.3.2 El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo:

- Un detenido estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas en el país y de sus mecanismos focales, que junto con la sismicidad y neotectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sismogenéticas (rumbo, buzamiento, profundidad media de actividad sísmica y magnitud máxima)

- La evaluación de los principales eventos históricos y un análisis de la homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos para el Ecuador. Se modelaron 22 000 sismos locales, de los cuales, puliendo las réplicas y los eventos premonitores, se obtuvieron los sismos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 3,9 y máxima 8,6 utilizados en el análisis.

- La utilización de la base de datos microsísmicos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

(Continúa)

- La utilización de las curvas de atenuación de la ley de Young para las fuentes de subducción y la de Katayama /74 para las fuentes de fallamiento continental, ambas con una desviación estándar σ = 0,80, calibradas con los registros de aceleraciones de la red de acelerógrafos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

- La definición de 53 fuentes sismogenéticas contenidas en 10 provincias sismotectónicas, determinándose sus parámetros sismológicos (magnitud mínima de homogeneidad, la tasa media de actividad sísmica y magnitud máxima probable).

- Un estudio sobre las incertidumbres en los distintos parámetros utilizados, particularmente las leyes de atenuación.
- La modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, obteniéndose mapas de iso-aceleraciones para períodos de retorno de 475 años, equivalentes a una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, de acuerdo con la definición de sismo de diseño.

4.3.3 Se reconoce que los resultados alcanzados hasta el momento en los estudios de peligro sísmico tienen un carácter dinámico, ya que reflejan el estado actual del conocimiento en la sismología y neotectónica del Ecuador. A medida que se tenga mayor información proveniente de las redes de sismógrafos y acelerógrafos que funcionan actualmente en el territorio nacional, del fallamiento activo y de mejores leyes de atenuación, esta información será incluida en estudios posteriores. Se decidió que para esta etapa de revisión del código, no se presenten curvas de iso-aceleración sino únicamente la división del país por zonas. Sin embargo, para definir la propuesta de zonificación, se trabajó sobre los mapas de iso-aceleración obtenidos del estudio de peligro sísmico ajustándose los límites y valores de iso-aceleraciones de acuerdo a los criterios expuestos en el inicio del presente numeral.

4.4 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y Cm. El factor de suelo S ha sido definido de tal forma de simplificar, desde el punto de vista práctico, los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndolos a sólo 4 tipos, cada uno de los cuales se ha descrito de la forma más concisa posible, a través de diversas propiedades físicas. La experiencia y los conocimientos sobre los tipos de suelo existentes en el Ecuador sirvieron como premisas de esta definición.

4.5 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente y. La intención del presente código es el de disponer un mayor nivel de requisitos mínimos de cálculo al diseño de estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia de un sismo severo.

4.6 Selección del procedimiento de calculo de fuerzas laterales. Por ser el cálculo estático una simplificación del cálculo dinámico, el presente código permite utilizarlo por sí solo únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación. En los casos restantes, la aplicación del cálculo dinámico permitirá detectar problemas de concentraciones de esfuerzos debidos a la presencia de irregularidades, los cuales debe enfrentar el calculista.

4.6.1 El código permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no-lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales altamente calificados y con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.

4.7 Bases del diseño, fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados

4.7.1 *Requisitos del modelo estructural a utilizarse.*

(Continúa)

4.7.1.1 El modelo matemático de la estructura debe ser capaz de representar su comportamiento real y por tanto, debe tomar en cuenta la distribución espacial de masas y rigideces de todos los elementos del sistema estructural.

4.7.1.2 En el caso de estructuras de hormigón armado, el modelo debe reconocer el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y, por tanto, el modelo matemático debe reflejar este hecho aplicando los valores de inercias agrietadas. En el caso de las vigas, el valor de Ig debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga. En el caso de losas armadas unidireccionalmente , la participación de la losa se debe considerar únicamente en la dirección de la armadura principal En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperaría que se forme una rótula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

4.8 Procedimiento de calculo de fuerzas estáticas.-

4.8.1 *Cortante Basal de Diseño.*

4.8.1.1 Los valores de Cm y de S establecidos en la tabla 3 provienen de los valores de aceleraciones espectrales máximas esperados para valores de Z y de tipo de suelo críticos. Adicionalmente, la intersección entre el valor de C y de su límite superior Cm, define la frecuencia de esquina o de corte que separa la zona de períodos con aceleración constante con la zona de períodos de velocidad constante, dependiendo del tipo de suelo.

4.8.1.2 Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, se establecen valores de C, Cm y de S diferentes a los establecidos por este código, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de este código como requisito mínimo.

4.8.2 *Coeficiente de configuración estructural en planta* Φ_P.

4.8.2.1 El código incorpora factores penalizantes al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causan problemas en las estructuras ante la ocurrencia de un sismo. Este código describe las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, y junto a la descripción se ha incluido una caracterización de la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales. La utilización de los factores penalizantes incrementa el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita los problemas que pudieran presentarse en el comportamiento sísmico de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

4.8.3 *Coeficiente de configuración estructural en elevación* Φ_E *.* Los comentarios vertidos en el numeral 4.8.2 son también aplicables a este apartado.

4.8.4 *Período de vibración T.* La expresión del método 1 de cálculo del período fundamental de vibración proporciona un valor referencial simplificado, útil para aplicar el método de cálculo sísmico estático. El método 2, en cambio, requiere de utilizar una distribución aproximada de fuerzas laterales y el cálculo de las deflexiones elásticas estáticas resultantes de esa distribución de fuerzas en la estructura (incluye por tanto el efecto de la distribuciones de las rigideces laterales de la estructura). Por lo tanto, los resultados del método 2 constituyen una mejor estimación.

(Continúa)

4.8.5 *Factor de reducción de resistencia sísmica R.* Para la definición del factor de reducción de resistencia R, se tomaron como criterios, tanto las recomendaciones de los códigos UBC-94 y UBC-97, como otros propios, que incluyen aspectos de agrupamiento de estructuración, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción en los Estados Unidos y el Ecuador, así como penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño. Si bien se conoce claramente que los factores de
reducción de resistencia R dependen realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. Sin embargo, conceptualmente es importante su utilización, ya que reemplazando de alguna manera al factor K del CEC-77, permite observar claramente al diseñador una hipótesis fundamental del cálculo sismorresistente, cual es la de disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, exigiendo un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

4.9 Distribución vertical de fuerzas laterales. Para la distribución del cortante basal en altura, se ha utilizado una distribución triangular asociada con el modo fundamental de vibración, más una fuerza en el tope que toma en cuenta la contribución de modos superiores de vibración.

4.10 Efectos p-Δ. La consideración de los efectos P-Δ se ha establecido tomando algunos criterios del UBC y de la normativa colombiana, con simplificaciones en cuanto a las expresiones a utilizar. El coeficiente de inestabilidad incorporado es una substancial mejora para la normativa, a fin de tomar en cuenta este efecto poco considerado anteriormente en el país.

4.11 Limites de la deriva de piso. Debido a que en ciertas ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico a ser enfrentado durante la fase de diseño de una estructura, se enfatiza este requisito, estableciendo un cambio conceptual de aquel descrito en el CEC-77, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Tales derivas son limitadas por valores que se han tomado utilizando criterios de todos los documentos de trabajo y de criterios propios. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. Con este código, el diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas, de conformidad con el presente código.

4.12 Separación entre estructuras adyacentes

4.12.1 El establecimiento de separaciones máximas entre estructuras desea evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales. Este concepto está directamente relacionado con las derivas máximas inelásticas del numeral anterior.

4.12.2 Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura. Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima. Cabe mencionar que la exigencia impuesta está cerca al 50% del valor de separación máxima que debería estrictamente cumplirse. Esta consideración obedece a criterios de carácter económico.

4.13 Componentes verticales del sismo de diseño.

(Continúa)

4.13.1 El código reconoce la necesidad de considerar los efectos de la componente vertical de los sismos, especialmente sobre elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos, como son los voladizos. La expresión toma en cuenta que, al menos en el campo no cercano, la acción máxima de la componente vertical se puede estimar como los dos tercios de la acción máxima horizontal, y que la rigidez de los voladizos horizontales requeriría utilizar un espectro de diseño plano establecido por el valor Cm, que a su vez depende del tipo de suelo del emplazamiento.

4.14 Procedimiento dinámico de calculo de fuerzas.

4.14.1 *Definición de la acción sísmica*.

4.14.1.1 Un aporte muy importante, y que guarda mucha relación con las recomendaciones del UBC-97, es la adopción de varias definiciones de la acción sísmica, con fines de análisis dinámico. Se establece la posibilidad de utilización de un espectro de diseño tipo código, establecido por la misma normativa, la utilización de un espectro establecido para un caso específico, o la utilización de una familia de acelerogramas reales o simulados artificialmente. Con ello se abre una puerta hacia el diseño de estructuras mediante la aplicación de conceptos de Ingeniería Sísmica más actuales.

4.14.1.2 A diferencia de la versión del CEC-77, en esta versión se especifica claramente la forma del espectro de diseño elástico, que se puede utilizar indistintamente para el cálculo estático como para el dinámico. Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

a) Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos: A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral.
b) Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales: A partir de los registros de aceleración reales disponibles, y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores.
c) Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas del UBC 94 y 97, de Colombia 1998 y del Perú 1997: Se estudiaron las formas espectrales, las frecuencias de corte, la plataforma superior máxima, la ecuación de la curva de caída y los valores mínimos de las ordenadas espectrales, según el tipo de suelo. Se consideraron los nuevos criterios incorporados en la normativa del UBC-97, que establece la variabilidad de la plataforma máxima del espectro como dependiente, entre otros factores, del tipo de suelo y del valor de la aceleración máxima, así como la tendencia de los códigos a utilizar las curvas de caída del espectro con una relación 1/T (T período de vibración), en lugar del $\sqrt{T}$ del CEC-77.
d) Revisión de los estudios clásicos de Seed & Idris y de Seed, Ugas y Lysmer, que han servido para la definición de buena parte de los espectros de los códigos en el mundo, estudiándose las frecuencias de corte del espectro y los valores máximos de la meseta dependiendo del tipo de suelo.

4.14.1.3 A partir de toda esta información, se estableció la forma espectral. El término S^S, aunque no ha sido utilizado por código alguno anteriormente sino únicamente por éste, se estableció a partir del ajuste matemático a la envolvente de todos los criterios analizados en los literales anteriores. Tanto S como su exponente tienen el mismo valor. Por otro lado el valor de los límites superior Cm e inferior se establecieron de similar manera, considerando los valores respectivos del UBC-97 para todos los tipos de suelo similares a los del presente código, y para aceleraciones en roca o suelo firme de entre 0,3 g y 0,4 g. Igualmente, debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para períodos cortos con fines de diseño, y por criterios de practicidad, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de periodos de vibración cercanos a cero.

(Continúa)

4.14.2 *Descripción de los Procedimientos de Análisis.* Puesto que existe la posibilidad de utilizar diferentes definiciones de la acción sísmica de diseño, desde espectros hasta registros de aceleración reales o simulados artificialmente, se incrementan las posibilidades de métodos de análisis dinámico, sean estos espectrales o paso a paso en el tiempo, y dentro de los rangos elástico o inelástico. Para regular la utilización de estos métodos, se ha adoptado las recomendaciones del UBC-97.

4.15 Otras estructuras diferentes a las de edificación

4.15.1 Es la intención del presente código proporcionar algunos requisitos mínimos que deben aplicarse para el cálculo sísmico de estructuras diferentes a las de edificación. A más de estos requisitos mínimos, deben considerarse aquellos estipulados por códigos y normativas especiales de reconocimiento internacional, aplicables al tipo de estructura en cuestión.

4.15.2 *Período:* Puesto que el comportamiento sísmico de estas estructuras puede ser diferente al de las estructuras de edificación, se requiere utilizar métodos apropiados de la dinámica de estructuras para la estimación del período fundamental de vibración. El método 1 del numeral 6.2.4.1 no es aplicable, debido a que ha sido establecido únicamente para estructuras de edificación. No así el método 2 del numeral 6.2.4.2, el cual considera la distribución de rigideces en la altura de la edificación al ser necesario establecer las deformaciones laterales debidas a la aplicación de las fuerzas laterales de diseño.

5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

5.1 Bases del diseño. Los procedimientos y requisitos descritos en este código se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deben diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño debe basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este código.

5.2 Zonas sísmicas y factor de zona Z. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la Figura 1. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z, según la tabla 1. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

5.2.1 Para mayor exactitud al escoger el valor de Z, se incluye en la tabla 2 un listado de algunas poblaciones con el valor correspondiente. Si se ha de diseñar una estructura en una zona que no consta en la lista, debe escogerse el valor de la población más cercana.

5.3 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y C_m.

5.3.1 Los requisitos establecidos en este código que tienen como finalidad tomar en cuenta la geología local para propósitos de diseño, son requisitos mínimos y no substituyen los estudios de geología de detalle, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura y otros proyectos distintos a los de edificación.

5.3.1.1 Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

(Continúa)

5.3.2 Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

5.3.2.1 *Perfil tipo S1*: Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayores a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0,20 s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo.

a) Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 kPa (5 kg/cm^2).

b) Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas.

c) Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 kPa (1 kg/cm2), con espesores menores a 20 m y sobre yacentes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.

d) Arenas densas con número de golpes del SPT: N > 50, con espesores menores a 20 m sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.

e) Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: N > 50.

5.3.2.2 *Perfil tipo S2:* Suelos intermedios. Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

5.3.3 *Perfil tipo S3:* Suelos blandos o estratos produndos. En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s , incluyéndose los siguientes casos:

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Resistencia al corte No drenada, S_u (kPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200-400	25-50	> 25
Duros	400-750	50-100	>40
Muy duros	> 750	100-200	>60

(Continúa)

FIGURA 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

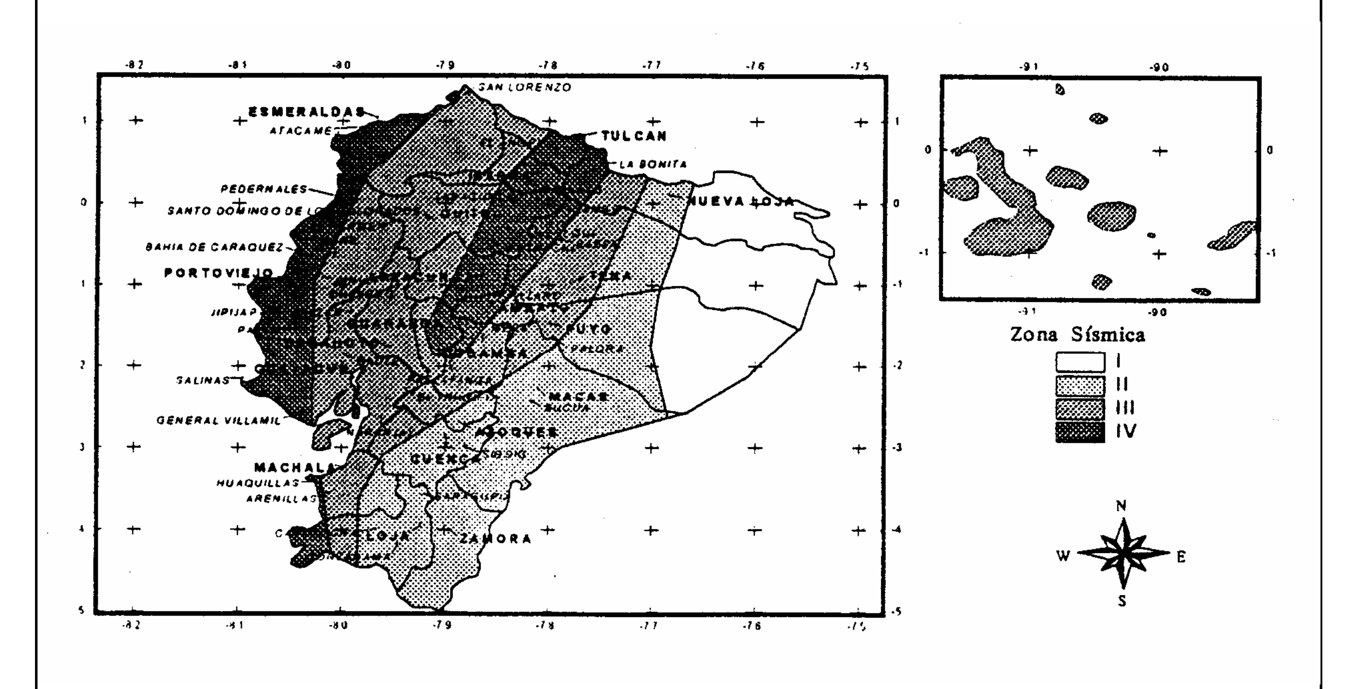


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

(Continúa)

TABLA 2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEG	AZUAY	CHORDELEG	CHORDELEG	II
CUENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	II
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	II
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	II
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	II
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	II
NABON	AZUAY	NABON	NABON	II
OÑA	AZUAY	OÑA	OÑA	II
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	II
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	II
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	II
SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL (CHAGUARURCO)	II
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	II
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	II
CALUMA	BOLÍVAR	CALUMA	CALUMA	III
ECHANDIA	BOLÍVAR	ECHEANDIA	ECHEANDIA	III
LAS NAVES	BOLÍVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	III
CHILLANES	BOLÍVAR	CHILLANES	CHILLANES	IV
GUARANDA	BOLÍVAR	GUARANDA	GUARANDA	IV
SAN JOSÉ DE CHIMBO	BOLÍVAR	CHIMBO	SAN JOSÉ DE CHIMBO	IV
SAN MIGUEL	BOLÍVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	IV
AZOGUES	CAÑAR	AZOGUES	AZOGUES	II
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	II
DELEG	CAÑAR	DELEG	DELEG	II
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	III
EL TAMBO	CAÑAR	EL TAMBO	EL TAMBO	III
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	III
BOLÍVAR	CARCHI			IV
EL ÁNGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ÁNGEL	IV
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	IV
MIRA	CARCHI			IV
SAN GABRIEL	CARCHI			IV
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	IV
ALAUSI	CHIMBORAZO	ALAUSI	ALAUSI	III
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	III
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	III
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	IV
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	IV
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	IV
LA UNIÓN	CHIMBORAZO	COLTA	CAJABAMBA	IV
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	IV
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	IV
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	IV
EL CORAZON	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZON	III
LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA_MANA	III
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	III
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	IV
PUJILI	COTOPAXI	PUJILI	PUJILI	IV
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	IV
SAQUISILI	COTOPAXI	SAQUISILI	SAQUISILI	IV

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
CHILLA	EL ORO	CHILLA	CHILLA	II
PACCHA	EL ORO	ATAHUALPA	PACCHA	II
PIÑAS	EL ORO	PIÑAS	PIÑAS	II
PORTOVELO	EL ORO	PORTOVELO	PORTOVELO	II
ZARUMA	EL ORO	ZARUMA	SALVIAS	II
ARENILLAS	EL ORO	ARENILLAS	ARENILLAS	III
BALSAS	EL ORO	BALSAS	BALSAS	III
EL GUABO	EL ORO	EL GUABO	EL GUABO	III
LA VICTORIA	EL ORO	LAS LAJAS	LA VICTORIA	III
MACHALA	EL ORO	MACHALA	MACHALA	III
MARCABELI	EL ORO	MARCABELI	MARCABELI	III
PASAJE	EL ORO	PASAJE	PASAJE	III
SANTA ROSA	EL ORO	SANTA ROSA	SANTA ROSA	III
HUAQUILLAS	EL ORO	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	IV
LA UNIÓN	ESMERALDAS	QUININDE	LA UNIÓN	III
ROSA ZARATE (QUININDE)	ESMERALDAS	QUININDE	ROSA ZARATE (QUININDE)	III
SAN LORENZO	ESMERALDAS	SAN LORENZO	SAN LORENZO	III
ATACAMES	ESMERALDAS	ATACAMES	ATACAMES	IV
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	IV
MUISNE	ESMERALDAS	MUISNE	MUISNE	IV
VALDEZ (LIMONES)	ESMERALDAS	ELOY ALFARO	VALDEZ (LIMONES)	IV
ALFREDO BAQUERIZO	GUAYAS	ALF. BAQUE. MORENO (JUJAN)	ALF. BAQUE. MORENO(JUJAN)	III
BALAO	GUAYAS	BALAO	BALAO	III
BALZAR	GUAYAS	BALZAR	BALZAR	III
COLIMES	GUAYAS	COLIMES	COLIMES	III
CRNL MARCELINO (NN)	GUAYAS	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	III
DAULE	GUAYAS	DAULE	DAULE	III
EL SALITRE	GUAYAS	URBINA JADO	EL SALITRE (LAS RAMAS)	III
EL TRIUNFO	GUAYAS	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	III
ELOY ALFARO	GUAYAS	DURAN	ELOY ALFARO(DURAN)	III
GRAL ANTONIO ELIZALDE	GUAYAS	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	III
GENERAL VILLAMIL	GUAYAS	PLAYAS	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	III
GUAYAQUIL	GUAYAS	GUAYAQUIL	CHONGON	III
LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	III
MILAGRO	GUAYAS	MILAGRO	MILAGRO	III
NARANJAL	GUAYAS	NARANJAL	NARANJAL	III
NARANJITO	GUAYAS	NARANJITO	NARANJITO	III
NARCISA DE JESÚS (NOBOL)	GUAYAS	NOBOL	NARCISA DE JESÚS	III
PALESTINA	GUAYAS	PALESTINA	PALESTINA	III
PEDRO CARBO	GUAYAS	PEDRO CARBO	SALINAS	III
SAN BORONDON	GUAYAS	SAMBORONDON	SAMBORONDON	III
SANTA LUCIA	GUAYAS	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	III
SIMON BOLÍVAR	GUAYAS	SIMON BOLÍVAR	SIMON BOLÍVAR	III
VELASCO IBARRA	GUAYAS	EL EMPALME	VELASCO IBARRA(EL EMPALME)	III
YAGUACHI NUEVO	GUAYAS	YAGUACHI	YAGUACHI NUEVO	III
LA LIBERTAD	GUAYAS	LA LIBERTAD	LA LIBERTAD	IV
SALINAS	GUAYAS	SALINAS	SALINAS	IV
SANTA ELENA	GUAYAS	SANTA ELENA	SANTA ELENA	IV
ATUNTAQUI	IMBABURA	ANTONIO ANTE	ATUNTAQUI	IV

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
COTACACHI	IMBABURA	COTACACHI	COTACACHI	IV
IBARRA	IMBABURA	IBARRA	IBARRA	IV
OTAVALO	IMBABURA	OTAVALO	OTAVALO	IV
PIMAMPIRO	IMBABURA	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IV
URCUQUI	IMBABURA	URCUQUI	URCUQUI	IV
AMALUZA	LOJA	ESPINDOLA	AMALUZA	II
CARIAMANGA	LOJA	CALVAS	CARIAMANGA	II
CATACOCHA	LOJA	PALTAS	CATACOCHA	II
CATAMAYO	LOJA	CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	II
GONZANAMA	LOJA	GONZANAMA	GONZANAMA	II
GUAGUARPAMBA	LOJA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	II
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	II
QUILANGA	LOJA	QUILANGA	QUILANGA	II
SARAGURO	LOJA	SARAGURO	SAN ANTONIO DE CUMBE	II
SOZORANGA	LOJA	SOZORANGA	SOZORANGA	II
ALAMOR	LOJA	PUYANGO	ALAMOR	III
CELICA	LOJA	CELICA	CELICA	III
MACARA	LOJA	MACARA	MACARA	III
PINDAL	LOJA	PINDAL	PINDAL	III
ZAPOTILLO	LOJA	ZAPOTILLO	ZAPOTILLO	IV
BABA	LOS RÍOS	BABA	BABA	III
BABAHOYO	LOS RÍOS	BABAHOYO	PIMOCHA	III
CATARAMA	LOS RÍOS	URDANETA	CATARAMA	III
MONTALVO	LOS RÍOS	MONTALVO	MONTALVO	III
PALENQUE	LOS RÍOS	PALENQUE	PALENQUE	III
PUEBLO VIEJO	LOS RÍOS	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	III
QUEVEDO	LOS RÍOS	QUEVEDO	QUEVEDO	III
SAN JACINTO DE BUENA FE	LOS RÍOS	BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	III
VALENCIA	LOS RÍOS	VALENCIA	VALENCIA	III
VENTANAS	LOS RÍOS	VENTANAS	VENTANAS	III
VINCES	LOS RÍOS	VINCES	VINCES	III
EL CARMEN	MANABI	EL CARMEN	EL CARMEN	III
OLMEDO	MANABI	OLMEDO	OLMEDO	III
PICHINCHA	MANABI	PICHINCHA	PICHINCHA	III
BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	SUCRE	BAHIA DE CARAQUEZ	IV
CALCETA	MANABI	BOLÍVAR	CALCETA	IV
CHONE	MANABI	CHONE	CHONE	IV
FLAVIO ALFARO	MANABI	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	IV
JIPIJAPA	MANABI	JIPIJAPA	JIPIJAPA	IV
JUNIN	MANABI	JUNIN	JUNIN	IV
MANTA	MANABI	MANTA	MANTA	IV
MONTECRISTI	MANABI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	IV
PAJAN	MANABI	PAJAN	PAJAN	IV
PEDERNALES	MANABI	PEDERNALES	PEDERNALES	IV
PORTOVIEJO	MANABI	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	IV
PUERTO LÓPEZ	MANABI	PUERTO LÓPEZ	PUERTO LÓPEZ	IV
ROCAFUERTE	MANABI	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	IV
SANTA ANA	MANABI	SANTA ANA	SANTA ANA	IV
SUCRE	MANABI	24 DE MAYO	SUCRE	IV
TOSAGUA	MANABI	TOSAGUA	TOSAGUA	IV
GRAL LEONIDAS P. GUITIERREZ	MORONA SANTIAGO	LIMÓN INDANZA	GRAL LEONIDAS P. GUTIÉRREZ	II

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
GUALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	II
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	II
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	II
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	II
SANTIAGO DE MÉNDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MÉNDEZ	II
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANITA DE JESÚS	II
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	III
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	III
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	III
TENA	NAPO	TENA	TENA	III
BAEZA	NAPO	QUIJOS	BAEZA	IV
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	IV
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	II
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUIRUNO)	II
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	II
MERA	PASTAZA	MERA	MERA	III
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDILLAMA)	III
SANTA CLARA	PASTAZA			III
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	III
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	III
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	III
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	III
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	IV
MACHACHI	PICHINCHA	MEJÍA	MACHACHI	IV
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	IV
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMIPAMBA	IV
TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	IV
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIOS	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	I
SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	I
NUEVA LOJA	SUCUMBIOS	LAGO AGRIO	NUEVA LOJA	II
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIOS	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	III
LUMBAQUI	SUCUMBIOS	PIZARRO	LUMBAQUI	III
LA BONITA	SUCUMBIOS	SUCUMBIOS	LA BONITA	IV
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	IV
BAÑOS	TUNGURAHUA	BAÑOS	BAÑOS	IV
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	IV
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	IV
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	IV
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	IV
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	IV
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	IV
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	IV
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSÉ DE YACUAM)	II
EL PANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL PANGUI	EL PANGUI	II
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	II
YANTZAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTZAZA	YANTZAZA	II
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	II
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	II

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CÓNDOR	ZUMBI	II
EL PIEDRERO	Zona No Delimitada			III
LAS GOLONDRINAS	Zona No Delimitada			III
MANGA DE CURA	Zona No Delimitada			III

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos Semidensos Densos	< 200 200-750 > 750	4-10 10-30 > 30	> 40 > 45 >100

5.3.3.1 Los valores de N, V_s y S_u son valores promedio del sitio y serán determinados según las siguientes expresiones:

$$V_s = \Sigma (h_i)/ \Sigma(h_i/ V_{si}) \quad (1)$$
$$N = \Sigma (h_i)/ \Sigma(h_i/ N_i) \quad (2)$$
$$S_u = \Sigma (h_i)/ \Sigma(h_i/ S_{ui}) \quad (3)$$

En donde:

h_i = Espesor del estrato i,
V_{si} = Velocidad de las ondas de corte en el estrato i,
S_{ui} = Resistencia al corte no drenada promedio del estrato i.

5.3.4 *Perfil tipo S4:* Condiciones especiales de evaluación del suelo. En este grupo se incluyen los siguientes tipos:

a) Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
b) Turbas, lodos y suelos orgánicos.
c) Rellenos colocados sin control ingenieril.
d) Arcillas y limos de alta plasticidad (IP > 75).
e) Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

5.3.4.1 Los perfiles de este grupo incluyen los suelos altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables, que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

5.3.4.2 El tipo de suelo existente en el sitio de construcción de la estructura, y por ende, el coeficiente de suelo S, se establecerán de acuerdo con lo especificado en la tabla 3. El coeficiente S se establecerá analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores del perfil de suelo tipo S3. Adicionalmente se encuentra tabulado el coeficiente Cm, relacionado con la definición del espectro del sismo de diseño establecido más adelante en este código, y que depende del perfil de suelo a utilizar.

(Continúa)

TABLA 3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

(*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

5.4 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I.

5.4.1 La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la tabla 4, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

5.5 Estructuras regulares e irregulares

5.5.1 Estructuras regulares en planta: Una estructura se considera como regular en planta, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en planta descritas en el numeral 6.2.2.

5.5.2 Estructuras regulares en elevación: Una estructura se considera como regular en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en elevación descritas en el numeral 6.2.3.

5.6 Selección del procedimiento de calculo de fuerzas laterales

5.6.1 En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación.

(Continúa)

5.6.2 Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para el caso de estructuras irregulares se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado. Sin embargo para todas las estructuras la aplicación del método estático, propuesto por éste código, se considerará como requisito mínimo.

6. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES DE DISEÑO MÍNIMAS Y EFECTOS RELACIONADOS

6.1 Generalidades: Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

6.1.1 La carga sísmica reactiva W para fines de este código, representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

6.1.2 El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces en la estructura.

6.1.2.1 Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0,5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0,6 I_g y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

6.1.2.2 Para el caso de estructuras de mampostería, el valor de la inercia agrietada a utilizar para los muros será de 0,5 I_g.

6.2 Procedimiento de cálculo de fuerzas estáticas.

6.2.1 *Cortante Basal de Diseño*: El cortante basal total de diseño V, que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} \cdot W \quad (4)$$

$$C = \frac{1{,}25\ S^S}{T} \quad (5)$$

En donde:

C	=	No debe exceder del valor de Cm establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,
S	=	Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3,
R	=	Factor de reducción de respuesta estructural,
Φ_P , Φ_E	=	Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

(Continúa)

6.2.2 *Coeficiente de configuración estructural en planta* Φ_P .

6.2.2.1 El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la tabla 5 y en la Figura 2. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \qquad (6)$$

En donde:

Φ_{PA} = El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades), Φ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

6.2.2.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla 5, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1.

6.2.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación Φ_E.

6.2.3.1 El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 6 y en la Figura 3. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \cdot \Phi_{EB} \cdot \Phi_{EC} \qquad (7)$$

En donde:

Φ_{EA} = El mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 6; para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades),

Φ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

Φ_{EC} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

6.2.3.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la tabla 6, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1.

6.2.3.3 Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1,3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

6.2.4 *Período de vibración T*: El valor de T será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

6.2.4.1 *Método 1:* Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \qquad (8)$$

En donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

C_t = 0,09 para pórticos de acero

C_t = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado

C_t = 0,06 para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras

(Continúa)

6.2.4.2 *Método 2:* El período fundamental T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi\sqrt{(\sum_{i=1}^{n} w_i \delta_i^2) / (g\sum_{i=1}^{n} f_i \delta_i)} \qquad (9)$$

En donde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.
δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i.

6.2.4.3 El valor de T calculado según el método 2, no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

TABLA 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	***Irregularidad torsional*** Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	**0,9**
2	***Entrantes excesivos en las esquinas*** La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	**0,9**
3	***Discontinuidad en el sistema de piso*** La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	**0,9**
4	***Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales*** Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	**0,8**
5	***Ejes estructurales no paralelos*** La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	**0,9**
6	***Sistema de piso flexible*** Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	**-**

(Continúa)

TABLA 6. Coeficientes de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ΦE_i	Sistemas duales o con diagonales ΦE_i
1	***Piso blando (irregularidad en rigidez)*** La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	**0,9**	**1,0**
2	***Irregularidad en la distribución de las masas*** La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	**0,9**	**1,0**
3	***Irregularidad geométrica*** La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	**0,9**	**1,0**
4	***Desalineamiento de ejes verticales*** La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	**0,8**	**0,9**
5	***Piso débil-Discontinuidad en la resistencia*** La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	**0,8**	**1,0**
6	***Columnas cortas*** Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

6.2.5 *Factor de reducción de resistencia sísmica R.*

6.2.5.1 El factor R a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones de cálculo adoptadas, se escogerá de la tabla 7, tomándose el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la tabla. Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección 7 de este código. El valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

(Continúa)

TABLA 7. Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado(sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

* Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

6.3 Distribución vertical de fuerzas laterales.

6.3.1 En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} f_i \qquad (10)$$

$$F_t = 0{,}07\ TV \qquad (11)$$

En donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.
n = Número de pisos de la estructura
T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V.

6.3.1.1 Sin embargo, Ft no necesita exceder el valor de 0,25 V, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a 0,7 s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} F_i w_i h_i} \qquad (12)$$

En donde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.
w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

(Continúa)

6.3.1.2 Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x y F_t, aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

6.4 Distribución horizontal del cortante.

6.4.1 El cortante de piso V_x, en cualquier piso x, es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso. V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

6.4.2 La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

6.4.3 En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

6.5 Momentos torsionales horizontales.

6.5.1 El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se describe en el numeral 6.4.2).

6.5.2 Cuando existe irregularidad torsional, como se definió en el numeral correspondiente a irregularidad en planta, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación Ax, calculado con la expresión:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom}}\right]^2$$

En donde:

δ_{prom} = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$\delta_{máx}$ = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

6.5.2.1 El valor de Ax no necesita ser mayor que 3,0.

6.6 Volcamiento

6.6.1 Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas en este código. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas (F_t y F_x), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben trasmitirse hacia la cimentación.

(Continúa)

6.7 Efectos P-Δ

6.7.1 Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Qi, es menor a 0,10.

6.7.2 El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (14)$$

En donde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.
P_i = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
Δ_i = Es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.
V_i = El cortante sísmico del piso .
h_i = La altura del piso considerado.

6.7.3 El índice de estabilidad de cualquier piso, Qi, no debe exceder el valor de 0,30. Cuando Qi es mayor que 0,30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismorresistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras metálicas, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño del presente código.

6.7.4 Para considerar el efecto P-Δ en la dirección bajo estudio, y cuando se cumple que 0,1 < Qi < 0,3, tanto las derivas de piso calculadas, Δ_{Ei} ,como las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño, se multiplicarán por un factor de mayoración $f_{P\text{-}\Delta}$ determinado por:

$$f_{P-\Delta} = \left(\frac{1}{1 - Q_i}\right) \quad (15)$$

6.8 Limites de la deriva de piso.-

6.8.1 *Generalidades:* Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (Δ_E), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en la sección correspondiente de este código. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P-Δ. Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

6.8.2 *Límites de la deriva.*

6.8.2.1 El valor de Δ_M debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R\,\Delta_E \quad (16)$$

(Continúa)

6.8.2.2 Δ_M no puede superar los valores establecidos en la tabla 8.

TABLA 8. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

6.8.3 Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C, ni las limitantes del Método 2 de determinación del valor de T.

6.9 Separación entre estructuras adyacentes.

6.9.1 Dentro de la misma estructura: Todos los elementos de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como un solo esquema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que intencionalmente se separen unos elementos de otros una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos. Para determinar la distancia mínima de separación entre los elementos estructurales, se debe verificar si los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas coinciden a la misma cota en altura. De no coincidir, la distancia mínima de separación será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales Δ_M, obtenidos según lo especificado en este código, para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente. Por el contrario, si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal Δ_M de una de las partes, el más desfavorable. Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se produzcan daños a los elementos estructurales al utilizar una distancia menor.

6.9.2 *Entre estructuras adyacentes.* Una de las responsabilidades de la reglamentación urbana de las ciudades será la de fijar la separación mínima que debe existir entre estructuras colindantes que no formen parte de la misma unidad estructural. En ausencia de una reglamentación de este tipo, pueden utilizarse las siguientes recomendaciones:

6.9.2.1 Cuando ya exista una estructura vecina en la cual previamente se haya dejado una separación con respecto al lindero del terreno, y cuyas cotas de los diferentes entrepisos coincidan con las cotas de los entrepisos de la estructura por diseñarse, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso, mas 0,005 veces la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva por diseñarse. Sin embargo, en el caso de que las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coincidan con las cotas de entrepisos de la estructura por diseñarse, la distancia mínima de separación debe ser la mitad del desplazamiento máximo horizontal del último piso, más el uno por ciento de la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre ambas estructuras.

6.9.2.2 Cuando ya exista una estructura vecina en la cual no existe una separación con respecto al lindero del terreno, y no se conozcan sus desplazamientos máximos, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso, más una distancia igual a 0,005 veces la altura de la estructura vecina, para el caso en el que las cotas de los entrepisos de la estructura vecina coincidan con las cotas de la estructura por diseñarse. Si por el contrario, las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura nueva, la distancia mínima de separación requerida será el doble del valor descrito en este numeral, para el caso de coincidencia de cotas de entrepisos.

(Continúa)

6.9.2.3 Cuando no se haya construido aún en el terreno colindante, y la reglamentación urbana permita construir estructuras adosadas, en aquellos pisos en los cuales no se requiere adosamiento, la estructura debe separarse del lindero del terreno una distancia igual a la mitad del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso.

6.10 Componentes verticales del sismo de diseño

6.10.1 De existir voladizos horizontales en las estructuras, éstos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible Fv expresada por

$$F_v = \frac{2}{3} Z I C_m W_p \quad (17)$$

En donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

6.11 Procedimiento dinámico de calculo de fuerzas.

6.11.1 *Generalidades:* Cuando se utilicen procedimientos de cálculo dinámico, éstos deben cumplir con los criterios establecidos en este código. La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural, tal como se describe en el presente código.

6.11.2 La acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R, y puede ser una de las siguientes:

6.11.2.1 El espectro de respuesta elástico normalizado proporcionado en la Figura 4, consistente con el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de la tabla 3.

6.11.2.2 Un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

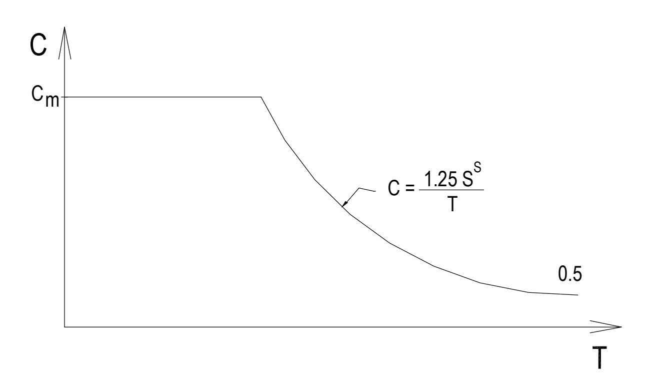
6.11.2.3 Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona. Los espectros de respuesta de tales acelerogramas, tanto individualmente como su combinación, deben aproximarse al espectro de respuesta descrito en el numeral 6.11.2.1.

6.11.2.4 Para estructuras localizadas en el perfil de suelo tipo S4, se debe tomar en cuenta la posible amplificación de la respuesta de la estructura, debido a los efectos de interacción suelo-estructura.

6.11.2.5 La componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor de 2/3.

(Continúa)

FIGURA 4. Espectro sísmico elástico, que representa el sismo de diseño.



6.11.3 *Modelo Matemático*: El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como también la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional. Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez se deben utilizar los valores de las inercias agrietadas Icr de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

6.11.4 *Descripción de los Procedimientos de Análisis*.

6.11.4.1 *Análisis dinámico espectral:* Constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Las respuestas modales máximas son calculadas utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, que corresponden a los períodos de los modos de vibración. Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total.

6.11.4.2 *Análisis paso a paso en el tiempo*: Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

6.11.5 *Análisis dinámico espectral.*

6.11.5.1 *Representación del espectro de respuesta e interpretación de resultados*: Los parámetros de respuesta, incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, obtenidos mediante la utilización de un espectro de respuesta elástico que cumple con los requisitos descritos en el numeral correspondiente a la definición de la acción sísmica, se describirán como parámetros de respuesta elástica. Los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos de acuerdo con 6.11.5.4.

6.11.5.2 *Número de modos*: El requerimiento de que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

(Continúa)

6.11.5.3 *Combinación de modos*: Las fuerzas máximas en elementos, los desplazamientos, cortantes de piso, fuerzas cortantes y reacciones máximas para cada modo, se combinarán utilizando métodos reconocidos por la dinámica estructural. Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

6.11.5.4 *Reducción de los parámetros de respuesta elástica para diseño*: Los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos para propósitos de diseño, con el limitante de que en ningún caso podrán reducirse los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño correspondiente sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R. El valor de R debe obtenerse de la tabla 7 y podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismorresistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

6.11.5.5 *Efectos direccionales*: Los efectos direccionales de las componentes horizontales de los sismos se deben tomar en cuenta de igual forma a la descrita para el método estático. Cuando existe la presencia de voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos deben considerarse de similar manera a la descrita en el método estático. Alternativamente, la respuesta dinámica vertical puede calcularse utilizando métodos dinámicos; sin embargo, en ningún caso la respuesta utilizada para diseño será menor que la obtenida aplicando el método estático.

6.11.5.6 *Torsión*: El análisis debe considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental especificados para el caso del análisis estático. Cuando se utilizan modelos tri-dimensionales en el análisis, los efectos de la torsión accidental deben considerarse, mediante una apropiada re-localización de las masas, o mediante la aplicación de los procedimientos estáticos equivalentes descritos en la sección correspondiente al análisis estático de este código.

6.11.6 *Análisis paso a paso en el tiempo*.

6.11.6.1 *Registros de aceleración*: Los análisis paso a paso en el tiempo deben realizarse utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 eventos sísmicos. Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, pueden utilizarse acelerogramas apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos. Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre 0,2 T y 1,5 T, siendo T el período fundamental de la estructura, medido en segundos. Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato. Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés. Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

6.11.6.2 *Análisis elásticos paso a paso en el tiempo:* Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben cumplir con los requisitos especificados en este código para realizar análisis dinámicos, construir modelos matemáticos de las estructuras, definir la acción sísmica, el número de modos, la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño, los efectos direccionales, de torsión y de registros de aceleración. Los parámetros de respuesta obtenidos a partir de análisis elásticos paso a paso se denominarán parámetros de respuesta elástica, y pueden reducirse de conformidad con lo dispuesto en este código para el caso de análisis dinámicos.

(Continúa)

6.11.6.3 *Análisis no-lineales paso a paso en el tiempo*: Los análisis no-lineales paso a paso en el tiempo deben cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural, y los acelerogramas a utilizar deberán cumplir con los mismos requisitos especificados en 6.11.6.1. Las capacidades y las características de los elementos estructurales no-lineales deben modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados. La respuesta máxima inelástica en desplazamientos no debe ser reducida y cumplirá con los límites establecidos anteriormente en este código.

6.11.6.4 *Revisión del diseño cuando se utilice análisis no-lineal paso a paso en el tiempo:* Si se realiza un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural, se deberá efectuar una revisión del diseño de la estructura por parte de un equipo independiente de ingenieros que incluyan a personas ampliamente reconocidas y experimentadas en métodos de análisis sísmicos. La revisión del diseño de la estructura deberá incluir, pero no limitarse a lo siguiente:

- Revisión de los criterios aplicados para la obtención de un espectro para el sitio de emplazamiento
- y /o para la generación de acelerogramas.
- Revisión del diseño preliminar de la estructura (previo a la aplicación del análisis no-lineal)
- Revisión del diseño final de la estructura y de todos los criterios de análisis empleados.

La memoria de cálculo incluirá, a más de los cálculos y los planos de detalle, un escrito firmado por todos los miembros del equipo independiente de ingenieros que realizó la revisión, en el que se certifique que todas las revisiones descritas se han realizado.

7. OTRAS ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACIÓN.

7.1 Generalidades. Las estructuras distintas a las de edificación incluyen todas las estructuras auto-portantes que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al comportamiento de las estructuras de edificación. Este tipo de estructuras se diseñarán para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en este numeral, complementadas mediante consideraciones adicionales especiales aplicables a cada tipo de estructura. El diseño se realizará de conformidad con los requisitos aplicables de las secciones anteriores de este código, modificadas con los requisitos que se describen en los siguientes numerales.

7.2 Criterios. Las fuerzas sísmicas mínimas de diseño descritas en esta sección se han establecido a un nivel tal, necesario para producir desplazamientos sobre modelos elásticos de estructuras empotradas en su base, comparables con los desplazamientos esperados en estructuras reales sometidas al sismo de diseño. Se permite una reducción de estas fuerzas mediante el factor R (tabla 9) cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones del presente código.

(Continúa)

TABLA 9. Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación.

Tipos de estructuras	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas, soportadas mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	3
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación.	5
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes.	4
Torres en celosía (autoportantes o atirantadas)	4
Estructuras en forma de péndulo invertido	3
Torres de enfriamiento	5
Depósitos elevados soportados por un pila o por apoyos no arriostrados	4
Letreros y carteleras	5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	3
Otras estructuras no descritas en este código	3

7.3 Peso W. El peso de las estructuras incluirá todas las cargas muertas definidas anteriormente para el caso de edificios. Para propósitos de cálculo de fuerzas laterales de diseño, W debe incluir todos los pesos presentes debidos a los contenidos de dichas estructuras, en condiciones de operación normal.

7.4 Período. El período fundamental de la estructura se calculará utilizando métodos reconocidos de la dinámica estructural, tales como el Método 2 descrito anteriormente en este código para el caso de estructuras de edificación.

7.5 Deriva. Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios no necesitan ser aplicados para este tipo de estructuras. Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad. Sin embargo, los efectos P-Δ deben calcularse para estructuras cuyas derivas excedan los límites establecidos en el presente código para el caso de estructuras de edificación.

7.6 Efectos de Interacción: Las estructuras que soporten elementos no-estructurales flexibles cuyo peso combinado exceda en un 25% al peso de la estructura, deben diseñarse considerando los efectos de interacción entre la estructura y dichos elementos.

7.7 Fuerzas laterales: Los procedimientos de cálculo de fuerzas laterales para sistemas estructurales similares a los utilizados para el caso de edificaciones, deben diseñarse como tales. Para el caso de estructuras rígidas (con períodos menores a 0,6 s), éstas se deben diseñar (incluidos sus anclajes) aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación.

$$V= 0,6\ Z\ I\ W \qquad (18)$$

7.7.1 La fuerza V debe distribuirse de acuerdo con la distribución de masas y debe aplicarse en cualquier dirección horizontal.

7.8 Tanques con fondo apoyado: Los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado directamente sobre la superficie del suelo o bajo ella, y los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado sobre otros elementos estructurales, se diseñarán para resistir las fuerzas laterales calculadas utilizando el procedimiento descrito para estructuras rígidas en el numeral anterior, incluyendo todo el peso del tanque y el de su contenido. Alternativamente, estos tanques pueden diseñarse siguiendo uno de los dos siguientes procedimientos:

7.8.1 Un análisis espectral, el cual incluya las consideraciones de un sismo esperado en el sitio y los efectos de la inercia de los fluidos contenidos en el tanque.

(Continúa)

7.8.2 Un procedimiento prescrito por códigos y normativas internacionales de reconocido valor, aplicables al caso de estructuras de tanques.

7.9 Otras estructuras diferentes a las estructuras de edificación: Otras estructuras que no sean de edificación y que no estén cubiertas por los numerales anteriores, se diseñarán para resistir fuerzas laterales mínimas no menores a las determinadas para estructuras de edificación especificadas anteriormente en este código, con los siguientes requisitos y excepciones adicionales:

7.9.1 El factor R se determinará según la tabla 9, considerando que el cortante basal de diseño no debe ser menor que

$$V = 0{,}48\,ZIW \qquad (19)$$

ni tampoco menor que

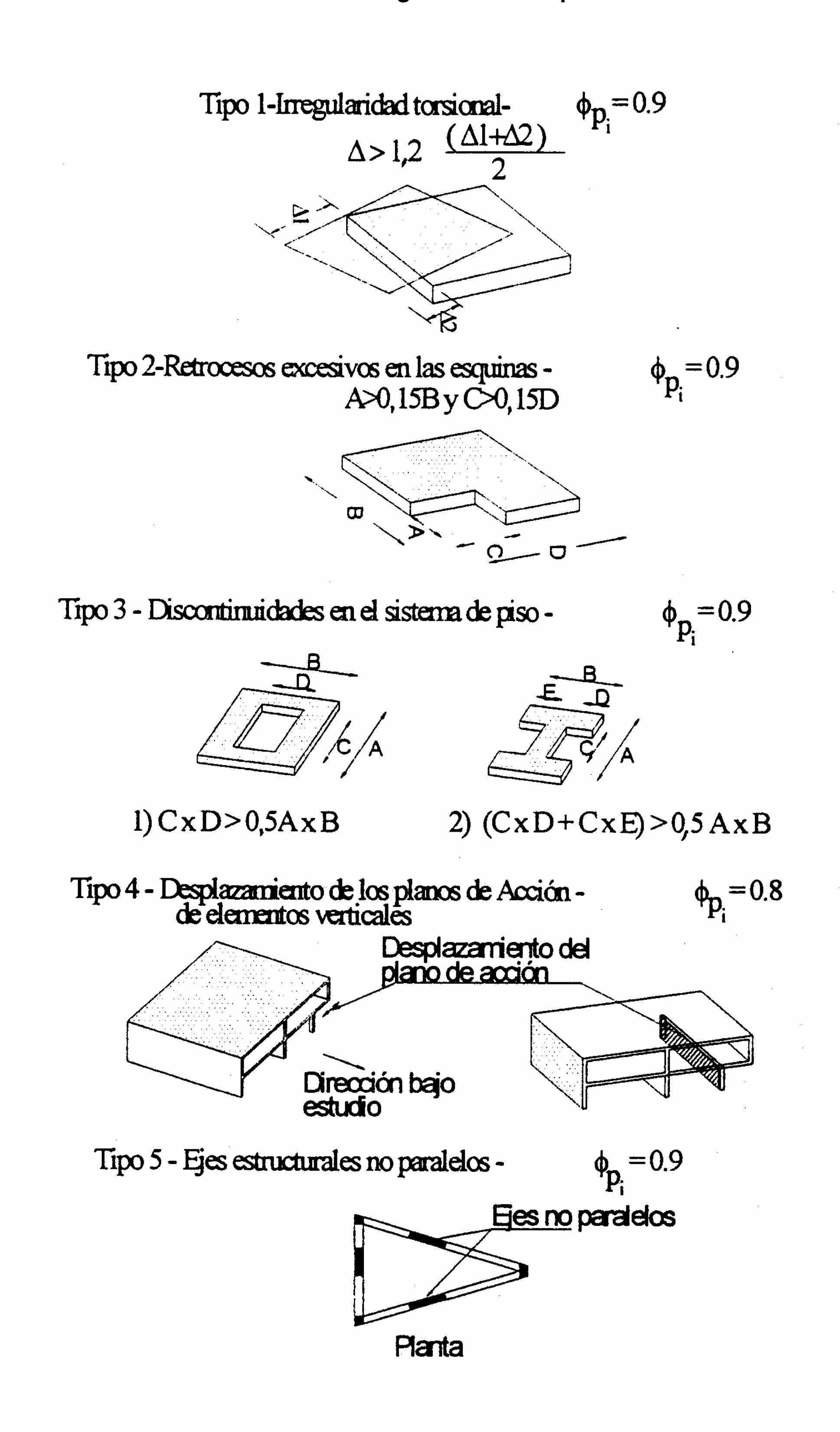
$$V = \frac{1{,}14\,ZI}{R}\,W \quad (20)$$

7.9.2 Debe tomarse en cuenta que la utilización del factor de reducción de respuesta R puede utilizarse únicamente cuando las estructuras se diseñen conforme lo establecen las especificaciones de diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado, mampostería, metálicas, madera u otros consistentes con la filosofía de diseño del presente código.

7.9.3 La distribución vertical de las fuerzas sísmicas de diseño se determinará mediante los requisitos de distribución vertical de fuerzas laterales aplicables a estructuras de edificación, o mediante procedimientos de análisis dinámico.

(Continúa)

FIGURA 2. Irregularidades en planta



NOTA: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

(Continúa)

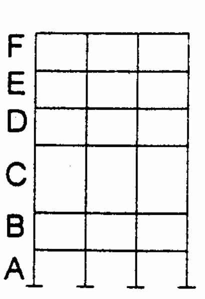
FIGURA 3. Irregularidades en elevación

Tipo 1 - Piso flexible - $\phi_{E_i} = 0,9$

Rigidez Kc < 0,70 Rigidez K_D

ó

Rigidez Kc < 0,80 $\dfrac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$

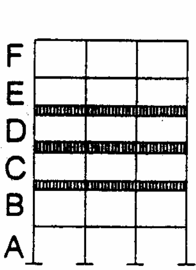


Tipo 2 - Distribución de masas - $\phi_{E_i} = 0,9$

$m_D > 1,50\ m_E$

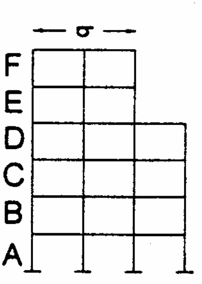
ó

$m_D > 1,50\ m_C$



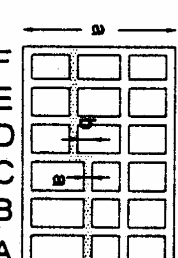
Tipo 3 - Irregularidad Geométrica - $\phi_{E_i} = 0,9$

a > 1,30 b



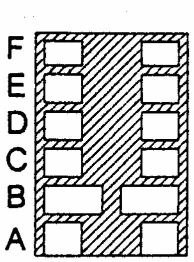
Tipo 4 - Desalineamientos en ejes verticales - $\phi_{E_i} = 0,8$

b > a



Tipo 5 - Piso débil - $\phi_{E_i} = 0,8$

Resistencia Piso B < 0,70 Resistencia Piso C



NOTA: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

(Continúa)

APÉNDICE Z

Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta parte del Código no requiere de otros para su aplicación.

Z.2 BASES DE ESTUDIO

NSR-98. Tomo 1. Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica A15. Bogotá, 1998.

UBC Uniform Building Code. 1997. International Conference of Building Officials, ICBO. California, 1997

Reglamento Nacional de Construcciones del Perú, Norma Técnica de Edificación E. 030. Diseño Sismorresistente. Lima, 1997.

Yépez F., J. Fernández S. Días y H. Yepes, 2000. ¨Criterios utilizados para la definición del capitulo 1 del nuevo Código Ecuatoriano de la Construcción¨ CEC-2000. Memorias de las XII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, 2000.

Yépez F. J. Fernández, S. Díaz, H, Yepes J. Valverde, E. García, M Mera, A. Villacrés y F. Torres, 2000. ¨Código ecuatoriano de la Construcción CEC – 2000, Capitulo 1: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Fuerzas Sísmicas de Diseño¨, Memorias de las XII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, 2000.

CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN

PARTE 1.

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

INDICE

INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Documento: CPE INEN 5 Parte 1	**TITULO: CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (C.E.C). REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.**	**Código:** CO: 01.07-601.10

ORIGINAL:	REVISIÓN:
Fecha de iniciación del estudio:	Fecha de aprobación anterior por Consejo Directivo Oficialización con el Carácter de Obligatorio por Acuerdo No. 1053 de 1979-10-30 publicado en el Registro Oficial No. 50 de 1979-10-23 Fecha de iniciación del estudio: 2000-07-15

Fechas de consulta pública: de a

Subcomité Técnico: Código de Estructuras
Fecha de iniciación: 2000-09-19 Fecha de aprobación: 2000-10-13
Integrantes del Subcomité Técnico:

NOMBRES:	**INSTITUCIÓN REPRESENTADA:**
Ing. Jennette Fernández (Presidente)	COMITÉ DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN
Ing. Fabricio Yépez	IT CONSULT CONSULTORA CIA. LTDA.
Ing. Fabián Torres T.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
Ing. Jorge Valverde B.	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Ing. Patricio Placencia	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Ing. Hugo Yépez	INSTITUTO GEOFÍSICO DE LA E.P.N
Ing. Sigifredo Díaz M.	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
Ing. Fernando Zurita	DEFENSA CIVIL
Ing. Mario Morán P.	CÁMARA DE LA CONSTRUCCIÓN DE QUITO
Ing. Luis Clavijo	ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL EJERCITO
Arq. Octavio Villacreses P.	COLEGIO DE ARQUITECTOS DEL GUAYAS
Ing. Pablo Caiza S.	ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL EJERCITO
Ing. Fausto Mejía	COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE PICHINCHA
Ing. Walter Mera	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTIAGO DE GUAYAQUIL
Ing. Carlos García O. (Secretario Técnico)	INEN

Otros trámites: Como el Art. 1 del Acuerdo 1053 Publicado en el Registro Oficial No. 50 de 1979-10-23 oficializa las dos partes de CEC en su primera revisión, el Consejo Directivo del INEN resolvió que se oficialice esta parte del Código Ecuatoriano de la Construcción (CPE INEN 5 : Parte 1. Capitulo 12) y se ponga en Consulta Publica por un año a partir de la firma del respectivo Acuerdo.

El Consejo Directivo del INEN aprobó este proyecto de norma en sesión de 2001-03-28

Oficializada como: Obligatorio Por Acuerdo Ministerial No. 01243 de 2001-07-13
Publicado en el Registro Oficial No. 382 de 2001-08-02

Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN - Baquerizo Moreno E8-29 y Av. 6 de Diciembre
Casilla 17-01-3999 - Telfs: (593 2)2 501885 al 2 501891 - Fax: (593 2) 2 567815
Dirección General: E-Mail:furresta@inen.gov.ec
Área Técnica de Normalización: E-Mail:normalizacion@inen.gov.ec
Área Técnica de de Certificación: E-Mail:certificacion@inen.gov.ec
Área Técnica de de Verificación: E-Mail:verificacion@inen.gov.ec
Área Técnica de Servicios Tecnológicos: E-Mail:inencati@inen.gov.ec
Regional Guayas: E-Mail:inenguayas@inen.gov.ec
Regional Azuay: E-Mail:inencuenca@inen.gov.ec
Regional Chimborazo: E-Mail:inenriobamba@inen.gov.ec
URL:www.inen.gov.ec